

住友金属工業 正員○上條崇* 小野源一郎
熊谷組 正員 大本晋士郎** 正員 横田聖剛

1. はじめに 山間部橋梁の高橋脚に鋼・コンクリート合成構造を用いることで、施工の省力化、急速施工が可能になり、建設コストの縮減にも寄与できるものと考えられる。著者らは、鋼殻とコンクリートとを組み合わせた新しい高橋脚構造として、耐候性鋼板をユニット化し継手で連結した鋼殻の内部にコンクリートを充填する構造（鋼殻合成構造）と、孔あき鋼板から同様に形成した鋼殻を用いて、鋼殻内部にコンクリートを打設すると共に、外面にコンクリートを防蝕被覆する構造（有孔鋼殻合成構造）の2種類について検討を進めている¹⁾²⁾³⁾。これらの提案構造について、耐震性能を確認する目的で、図1に示す片持ち形式の供試体を用いた模型実験を実施した²⁾。ここでは、実験結果をもとに、提案構造に地震時保有耐力法を適用する上で必要となる橋脚の荷重－変位関係の計算方法を考察した。

2. 実験概要 供試体寸法は実橋脚に対して約 1/10 の縮尺率により設定し、TYPE1, TYPE3 の2体を用いて実験を行った。TYPE1 は前述の鋼殻合成構造、TYPE3 供試体は有孔鋼殻合成構造となっている。供試体の寸法、諸元を表1に示す。供試体への載荷方法は、上部構造からの荷重として死荷重に相当する一定軸力（ $N=678\text{kN}$ ）を作用させた後、柱頭部に降伏変位 δ_y の n 倍（ $n=1, 2, 4, 6, \dots$ ）の変位振幅を与える漸増繰り返し載荷（繰り返し回数：3回）とした。

3. P- δ 関係の計算方法 鋼殻合成構造ならびに有孔鋼殻合成構造の荷重－変位関係（P- δ 関係）は次のように計算した。まず、鋼板、コンクリートに対して図2、図3の応力－ひずみ関係を与えて、断面の曲げモーメント－曲率関係（M- ϕ 関係）を計算した。このとき、鋼板とコンクリートは完全に合成されていて、平面保持仮定が成立するものとした。次に、M- ϕ 関係と柱の曲げモーメント分布から、柱の曲率分布を求め、曲率を柱軸方向に2回積分することで柱の変形量を計算した。なお、柱基部の塑性ヒンジ領域は設定していない。これらの手順に従い、図3に示した(a), (b)2種類のコンクリートの応力－ひずみ関係と、限界ひずみの定義の相違により、次の2通りの計算を行った。

計算①：コンクリートの応力－ひずみ関係として(a)を用いた⁴⁾。終局状態は、柱基部の鋼材が限界ひずみ（ $\epsilon_{su}=0.05$ ）に達した時点とした。

計算②：コンクリートの応力－ひずみ関係として(b)を用いた⁵⁾。終局状態はコン

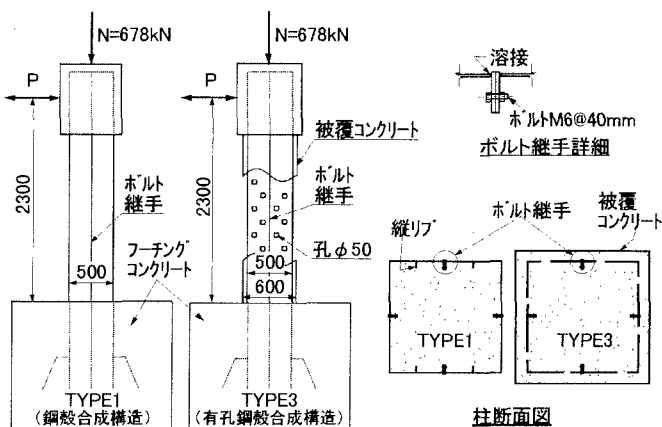


図1 模型実験供試体形状

表1 供試体諸元

	鋼殻断面寸法 $b \times d$ (mm)	鋼殻板厚 t (mm)	縦リブ	横リブ	$b/(n \cdot t)$	備考
TYPE1	□500×500	3.2	2- $t_3 \times 25\text{mm}$	$t_3 \times 22\text{mm} @ 280\text{mm}$	39	
TYPE3	□500×500	3.2	—	—	78	被覆コンクリート厚 50mm 鋼殻開口率 5%

キーワード：合成構造，複合構造，合成柱，橋脚

* 〒314-0255 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16 TEL: 0479-46-5128 FAX: 0479-46-5147

** 〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪 1043 TEL: 0298-47-7502 FAX: 0298-47-7480

クリート圧縮縁の限界ひずみで定義することとし、実験と計算の終局変位が一致するように限界ひずみの推定を行った。

計算①は、コンクリートを充填した鋼製橋脚⁴⁾の方法に準じた計算方法である。なお、計算①、②とも、コンクリートの強度、鋼材の降伏点については、材料試験結果を用いた。

4. 実験結果と計算結果の比較

実験で得られた P- δ 関係と計算結果との比較を図4に示す。実験結果の終局状態は、最大荷重を超えた後、荷重が最大荷重の95%に低下した時点として定義した。

まず、図4a)のTYPE1実験結果について見てみると、降伏時に関しては、計算①、②のいずれも実験値との対応が良い。終局時については、計算①、②とも終局荷重は実験値にほぼ一致するもの

の、計算①では、終局変位を大きく見積もっている。これは、提案構造では通常の鋼製橋脚に比べて相対的に薄肉で幅厚比の大きい鋼板を用いているために、鋼板の局部座屈の発生後、鋼板からの拘束を失ったコンクリートの強度低下が柱の耐力に与える影響が大きくなること、鋼殻に設けたボルト継手部の劣化がこれを助長したことなどが理由と考えられる。そこで、計算①のように鋼板に対して5%の限界ひずみを定義するのではなく、終局状態をコンクリートの限界ひずみ ϵ_{cu} で代表させることとし、計算②において実験での終局変位に整合するようにこれを求めたところ、 $\epsilon_{cu}=0.0065$ となった。

次に、図4b)のTYPE3実験でもTYPE1実験と同様の傾向として計算①は終局変位を大きく計算することがわかった。TYPE3についても実験結果と計算②から、 ϵ_{cu} を推定したところ、 $\epsilon_{cu}=0.0045$ となった。TYPE3ではTYPE1に比べて ϵ_{cu} が小さくなっているが、これは、TYPE3の被覆コンクリートは鋼板から拘束されていないためであると考えられる。

TYPE1とTYPE3について求めた ϵ_{cu} は、RC部材に対して一般的に用いられる0.0035と、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚⁶⁾について示されている0.011の中間的な値となっており、提案構造の鋼殻の幅厚比が大きいことを考慮すれば、コンクリートの拘束度に応じた妥当な値であると考えられる。

5. まとめ 本検討により、薄肉の鋼殻とコンクリートを組み合わせた提案構造についても、コンクリートの限界ひずみを設定し直すことで、RC橋脚やコンクリートを充填した鋼製橋脚などの従来構造と同様の計算手順により終局挙動が計算できることが明らかになった。但し、ここで求めた限界ひずみは、鋼殻に設けたボルト継手の劣化の影響や柱基部の損傷領域の長さといった要因の影響を含んでいるので、今後はこれらの要因と限界ひずみの関係についても検討したい。

参考文献 1) 上條 他：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の基本性能実験，土木学会第53回年次学術講演会，CS-176，平成10年 2) 横田 他：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の橋脚部水平加力実験，土木学会第53回年次学術講演会，CS-177，平成10年 3) 大本 他：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の基礎定着部加力実験，土木学会第53回年次学術講演会，CS-178，平成10年 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年 5) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年 6) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年

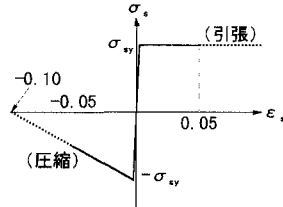


図2 鋼材の応力-ひずみ関係

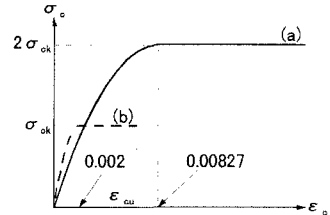
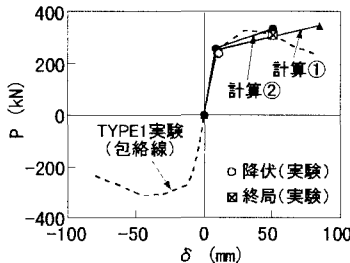


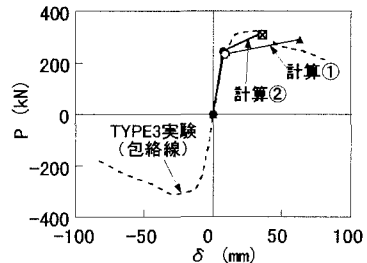
図3 コンクリートの応力-ひずみ関係



	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)
実験結果	10.6	233	50.5	320*
計算①	9.3	245	85.3	340
計算②	8.5	251	50.5	327

*) 実験結果の P_u は最大荷重

a) TYPE1実験



	δ_y (mm)	P_y (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)
実験結果	8.2	230	35.4	319*
計算①	7.6	228	63.1	283**
計算②	7.0	240	35.2	311***

*) 実験結果の P_u は最大荷重

**) 被覆コンクリートを無視して P_u を算出

***) 被覆コンクリートを考慮して P_u を算出

b) TYPE3実験

図4 水平荷重-水平変位関係